

鉄骨柔剛混合架構の動的崩壊に関する実験的研究

寺田 岳彦
(技術研究所)

矢部 喜堂
(技術研究所)

真瀬 伸治
(技術研究所)

宇野 寿郎
(技術本部)

平間 敏彦
(原子力本部)

§ 1. はじめに

第1層エネルギー集中型鉄骨柔剛混合構法^{1)~3)}は、地震によるエネルギーを第1層で集中的に吸収し、さらに第1層を柔部材と剛部材を混合配置した柔剛混合架構とすることにより、強地震時には剛部材を塑性化させてエネルギーを吸収し、柔部材は弾性に留めて復元力を保持して耐震安全性を確保する構法である。

この構法は、第1層で地震入力エネルギーの大部分を吸収するため、第1層の層間変形が現行法による建物よりも大きくなる傾向にあり、自重によるP-D効果の影響が無視できない。このため、設計ではP-D効果により見かけ上低下する強度・剛性を第1層の柔部材に予め付加し、P-D効果による劣化に対処している。しかし、設計で想定した極限地震を越えるエネルギー入力により

第1層の柔部材が降伏した場合には、P-D効果に対する抵抗力を失い、架構が不安定になり倒壊に至る危険性がある。

鋼構造骨組みの倒壊現象に関する研究としては、加藤・秋山⁴⁾、岡田⁵⁾、桑村⁶⁾等の文献があるが、本構法のような柔剛混合架構に適用した例は未だない。

そこで本研究では、第1層の柔剛混合架構に着目し、過大な地震入力により柔部材が降伏し、架構が劣化して倒壊に至るまでの性状の観察を目的として、縮小モデルの終局振動実験を行ない、応答特性の把握およびエネルギー評価を行なった。

§ 2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、実物架構を縮尺約1/10にモデル化した1層1×1スパンの立体ラーメンである。全試験体とも主柱を柔部材、間柱を剛部材とした柔剛混合架構である。図-1に試験体の形状・寸法を示し、表-1に各試験体の特徴を示す。試験体ごとのパラメータとして、P-D効果による劣化剛性 k_{PS} をとり、荷重重量 W により調整する。 k_{PS} は式(1)で定義される⁷⁾。

$$k_{PS} = -W/h \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 h : 階高

試験体P-4-1~4については、同一形状の試験体で倒壊までの加振パターンを変えている。重量の荷重は重量用鋼板を試験体上に所要枚数をボルトで緊結して行なった。なお、表中の柔部材および剛部材の降伏強度は全塑性耐力とし、降伏変形は全

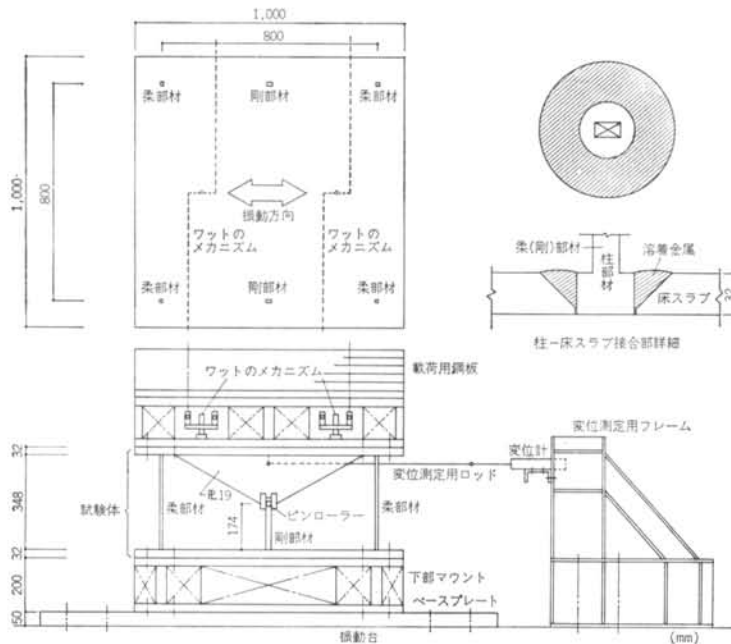


図-1 試験体の形状・寸法および変位測定用フレームとの取り付け

試験体	W (t)	Q _y * (t)	k _{PD} (t/cm)	柔部材		剛部材		加振計画
				fQ _y (t)	fδ _y (cm)	sQ _y (t)	sδ _y (cm)	
P-3-1	3.0	0.60	-0.086	0.44	1.732	0.30	0.217	III→IV→V
P-4-1	4.0	0.60	-0.115	0.48	1.732	0.30	0.217	静的単調 載荷
P-4-2								II→III→ III→IV→V
P-4-3								III→V
P-4-4								V
P-6-1	6.0	0.60	-0.172	0.57	1.732	0.30	0.217	III→V

$$*: Q_y = fQ_y + sQ_y + k_{PD} \cdot f\delta_y$$

表-1 試験体の特徴

塑性耐力を降伏強度とする完全弾塑性型として求めた。

剛部材は柱脚を固定とし、柱頭では曲げモーメントおよび軸方向力は伝達せず、せん断力のみを伝えるために加振構面内の回転に対してはピン、上下方向に対してはローラーである片持柱型とした。柔部材の柱頭、柱脚および剛部材の柱脚と床スラブ(Ⅱ32)の接合は溶接接合とし、柱頭および柱脚のヒンジが形成される部分には溶接による熱影響が及ばないような接合方法とした(図-1参照)。各試験体の層の降伏せん断力 Q_y は一定とし、剛部材の形状も各試験体とも共通であるが、柔部材については $P-\Delta$ 効果による強度および剛性の低下に対処しているため試験体によって異なる。ただし、各部材の降伏変形は全試験体とも等しい。

断面形状は柔部材および剛部材ともに矩形とし、Ⅱ22の鋼板より削り出した。使用素材は、柔部材には弾性限の高い SM58、剛部材には塑性変形能力の大きい SS41 を用いた。それらの機械的性質を表-2 に示す。

図-2 に柔剛混合架構の復元力特性を示す。各柱部材の復元力特性は完全弾塑性型とし、負勾配は $P-\Delta$ 効果による劣化剛性 k_{PD} を表わす。図中の C 点は架構の復元力が消失する点、すなわち倒壊点を表わし、そのときの変位 δ_c は式(2)で表わされ、各試験体ごとに表-3 に示す値である。

$$\delta_c = f\delta_y + |Q_y/k_{PD}| \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $f\delta_y$: 柔部材の降伏変形

2.2 加振方法

加振は 1 方向加振とし、電気油圧式一軸振動台を用いた。加振時に試験体に振れが生じることなく、一軸方向加振が保証されるように、試験体にはワットのメカニズム[®]を取り付けた。加振に用いた地震動は El Centro NS

鋼種	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	E (t/cm ²)	E_{st} (t/cm ²)	伸び (%)	備考
SM58	5.80	6.75	2080	20.3	19	柔部材(主柱)
SS41	2.96	4.46	2080	52.5	31	剛部材(間柱)

(JIS-1A号試験片)

表-2 使用素材の機械的性質

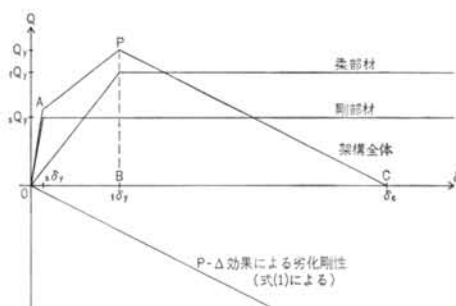


図-2 柔剛混合架構の復元力特性

1940(継続時間 $t_0=40\text{sec}$)の加速度記録で、各試験体の固有周期とエネルギー入力スペクトルの卓越領域がほぼ一致するように、原波の時間軸を 1/2 に短縮した。図-3 に、入力地震動の加速度の時刻歴およびエネルギー入力スペクトル(減衰定数 $h=10\%$)を示す。表-3 倒壊点変位

試験体	δ_c (cm)
P-3-1	8.69
P-4-1	6.95
P-4-2	
P-4-3	
P-4-4	
P-6-1	5.21

図中には各試験体の固有周期も併せて示す。

各試験体ごとの加振計画を表-1 に示す。架構の応答レベルを図-4 に示すように弾性応答(I)から倒壊(V)までの 5 段階に分け、それらに対応する入力レベルを予め弾塑性応答解析により求め、加振を行なった。なお、各試験体とも最終的には倒壊に至らせるものである。

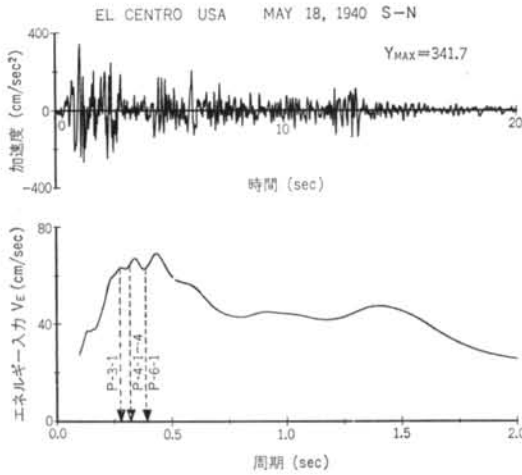
試験体 P-4-1 は、架構としての基本的な荷重-変形関係を調べるために静的水平加力とし、荷重重量の重心位置で 1 方向単調載荷を行なって層倒壊に至らせることとした。

また、各試験体とも弾塑性加振の前に自由振動試験およびランダム波による弾性加振を行ない、弾性剛性、固有周期、減衰等の基本的な振動特性を調査した。

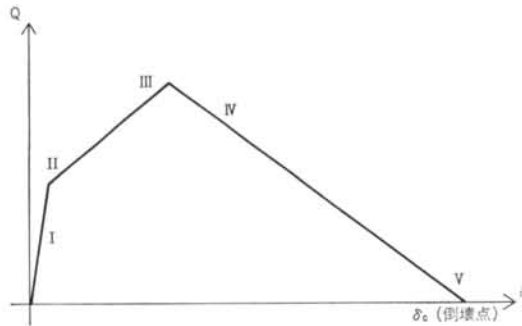
2.3 測定項目

測定項目は、振動台上および試験体の応答加速度、層間変形、各柱の応答せん断力およびひずみなどである。

入力加速度および応答加速度については、振動台上および荷重重量の上・下面の中央部にそれぞれひずみゲージ式小型加速度計を取り付け、加振方向成分の測定を行なった。



図一三 入力地震動の加速度時刻歴およびエネルギー入力スペクトル



応答レベル

- I : 柔部材、剛部材ともに弾性
- II : 柔部材：弾性、剛部材：塑性化(強地震レベル)
- III : 柔部材：弾性、剛部材：塑性化(極限地震レベル)
- IV : 柔部材、剛部材ともに塑性化(倒壊には至らない)
- V : 倒壊

図一四 応答レベル

層間変形については、振動台上に設置した変位測定用フレームに差動トランス型変位計を取り付け、変位測定用ロッドを介して載荷重量下面の変位を測定した(図一参照)。なお、差動トランス型変位計を取り付けた変位測定用フレームおよび試験体下部マウントの振動による測定誤差は、無視できることを予め確認した。

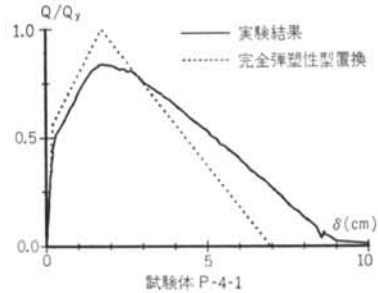
§ 3. 実験結果

3.1 固有周期

表一四に、各試験体の固有周期の実験値 T_e および計

試験体	実験値 T_e (sec)	計算値 T_c (sec)	T_e/T_c
P-3-1	0.301	0.278	1.08
P-4-2			
P-4-3	0.341	0.321	1.06
P-4-4			
P-6-1	0.427	0.392	1.09

表一四 固有周期



図一五 静的単調載荷の層せん断力一層間変形関係

算値 T_c を示す。 T_e を求める際、層剛性は部材を純せん断ばねと仮定し、さらに $P-d$ 効果による劣化剛性 k_{ps} を考慮して評価した。

実験による固有周期は、計算値に比べて6~9%程度長くなっているが、これは柱頭・柱脚部での床スラブの弾性変形等により固定度が低下しているためであると考えられる。しかし、この程度の固有周期の伸びでは、エネルギー入力スペクトルの卓越領域からはずれることはなく、実験の遂行上問題はない。

なお、各試験体とも減衰定数は $h=0.4\sim0.5\%$ であった。

3.2 層せん断力一層間変形関係

3.2.1 静的単調載荷

図一五に、静的単調載荷を行なった試験体P-4-1の層せん断力一層間変形関係を示す。図中には、各部材を完全弾塑性型に置換した層の復元力特性を示す。

剛部材の降伏、柔部材の降伏が明確に表われているが、完全弾塑性型に置換した場合に比べ最大耐力は低い。これは、完全弾塑性型では降伏を全塑性耐力としているのに対し、実際の部材では最外縁が降伏して剛性が低下し始め、全塑性耐力に達する際には完全弾塑性型に置換した場合よりも変形が進み、 $F-d$ 効果による耐力低下が進むためと考えられる。

柔部材の降伏後復元力の劣化が現われ、劣化勾配は完全弾塑性型に置換したものよりも緩やかではあるが、 $\delta=9\text{cm}$ (層間変形角 $R=1/4$) で復元力が消失し層倒壊に至

った。劣化勾配が式(1)で評価した劣化剛性よりも緩やかなのは、各部材のひずみ硬化によるものと考えられる。

3.2.2 弾塑性加振

図-6に、弾塑性加振を行なった各試験体の層せん断力-層間変形関係を示す。ただし、同一試験体で複数の加振を行なった場合には、それらを連続して示す。層せん断力は、応答加速度に質量を乗じて求めた。なお、図中には各部材の復元力特性を完全弾塑性型として求めた層の復元力を破線で示す。

柔部材が降伏して層せん断力-層間変形関係に劣化が現われるまでは、静的荷重を行なった試験体P-4-1とは異なり、完全弾塑性型置換により架構の応答をほぼ表わすことができる。これは、柔部材が弾性に留まっても剛部材が塑性応答を繰り返すことでひずみ硬化が起こり、耐力が上昇したためである。

柔部材が降伏して層せん断力-層間変形関係に劣化が現われると、変形は1方向に偏る。この部分の劣化勾配は式(1)による勾配よりも緩やかであり、これは静的単調荷重の試験体P-4-1と同様、部材のひずみ硬化によるものと考えられる。

3.3 柔部材および剛部材のせん断力-変形関係

図-7に、試験体P-4-2のそれぞれの加振時の柔部材および剛部材のせん断力-変形関係を示す。せん断力は、それぞれの部材に貼付したひずみゲージにより求めている。

応答レベルに応じて、柔部材と剛部材の塑性化の関係が明確である。柔部材の降伏（加振ステップ4）までは柔剛混合架構の特徴がはっきり現われていて、剛部材の塑性化によりエネルギーの大部分を吸収し、柔部材は弾性に留まって復元力を保持している。しかし、柔部材の降伏以後は柔部材の塑性化も進み、倒壊時には柔部材による累積塑性ひずみエネルギーの吸収量もかなり大きくなっていると考えられる。

柔部材、剛部材ともに、せん断力の劣化は最後まで現われていない。本実験の試験体の柔部材および剛部材は矩形断面であり、局部座屈は起こりにくい。しかし、実際の架構ではP-D効果だけでなく、部材および接合部の局部座屈、破断等により劣化が起こる場合が考えられる。本研究ではP-D効果による架構の劣化を対象としているため、部材の劣化は考えてはいない。しかし、実架構への適用の際には、局部座屈等による部材の劣化も考慮する必要がある。

図-8には各試験体の剛部材のせん断力-変形関係を示し、図-9には、さらにそれを正側・負側に分離して

示す。応答を重ねるにつれて塑性変形が累積し、ひずみ硬化により耐力が上昇している。

図-10には、図-9を累加経験則⁹⁾に基づきスケルトン部とバウシंगाー部に分離して示す。また、各試験体のスケルトン部には、試験体P-4-1の剛部材のせん断力-変形関係を破線で示す。

スケルトン部のせん断力-変形関係は、試験体によらず大差はない。特にP-D効果による劣化勾配が等しく、加振パターンのみが異なる試験体P-4-2~4の3体のスケルトン部の挙動はほぼ等しい。試験体P-6-1のスケルトン部の変形があまり伸びていないのは、P-D効果による劣化が大きく、早期に架構が倒壊したためであると思われる。

弾塑性加振を行なった各試験体とも、静的単調荷重の試験体P-4-1よりもスケルトン部での耐力が高めなのは、ひずみ速度の影響によるものであると考えられる。

バウシंगाー部については、試験体により大きく異なる。特に、多数回の加振を行なったP-4-2ではバウシंगाー部のせん断力-変形関係が大きく伸びているのに対し、1回の加振で倒壊した試験体P-4-4ではあまり伸びてはいない。つまり、倒壊までのスケルトン部の挙動は試験体、加振パターンによらずほぼ同様の履歴をたどるが、バウシंगाー部では試験体、加振パターンにより大きく異なる。すなわち、架構の倒壊現象はスケルトン部の変形量が、ある一定値に達した場合に起こると考えられる。

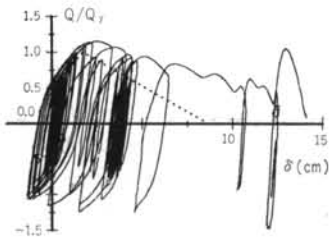
§ 4. エネルギー評価

4.1 柔部材および剛部材のエネルギー吸収量

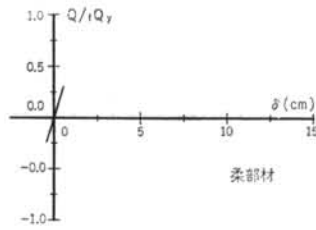
表-5に試験体P-4-2の各加振における柔部材および剛部材のエネルギー吸収量を示す。 fW_P が柔部材のエネルギー吸収量、 sW_P が剛部材のエネルギー吸収量である。なお、表中には sW_P に対する fW_P の比を示す。加振ステップ1~4までは、図-7で見られるように

加振ステップ	fW_P (t・cm)	sW_P (t・cm)	fW_P/sW_P (%)
1	0.017	0.794	2.19
2	0.066	2.749	2.41
3	0.309	6.630	4.66
4	0.500	7.940	6.30
5	6.093	10.678	56.28

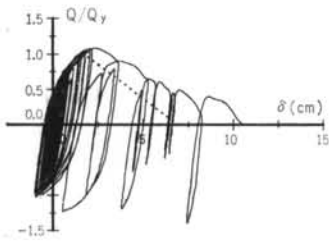
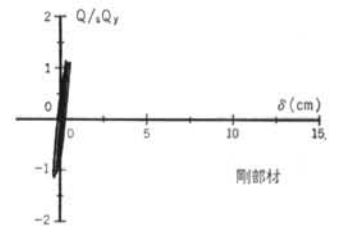
表-5 試験体P-4-2の各加振における柔部材・剛部材の吸収エネルギー



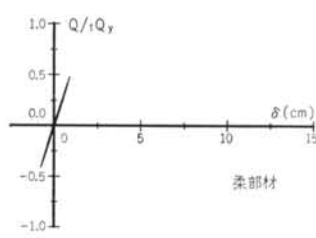
試験体 P-3-1



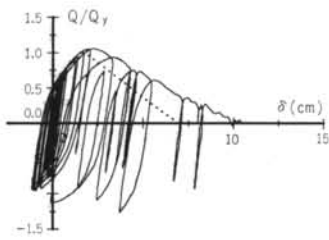
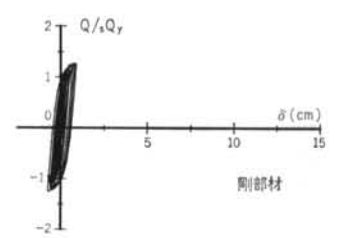
加振ステップ 1 応答レベル II



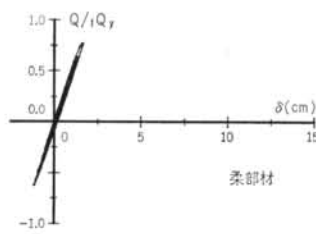
試験体 P-4-2



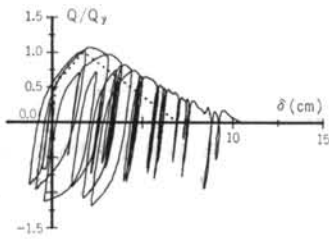
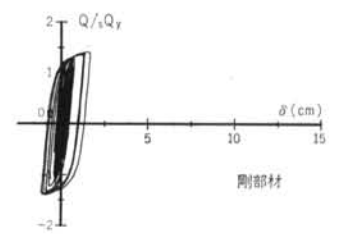
加振ステップ 2 応答レベル III



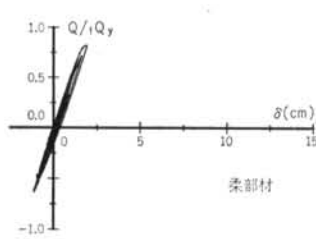
試験体 P-4-3



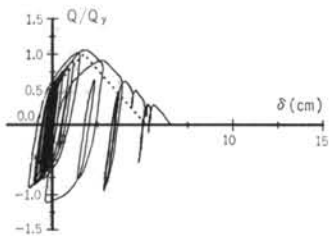
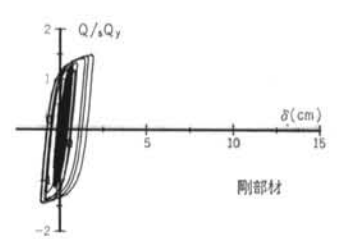
加振ステップ 3 応答レベル III



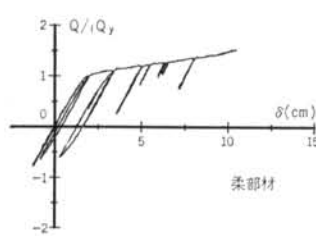
試験体 P-4-4



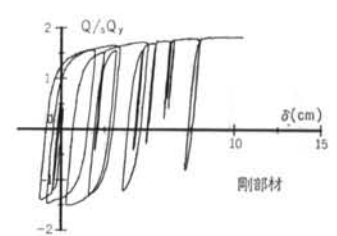
加振ステップ 4 応答レベル IV



試験体 P-6-1

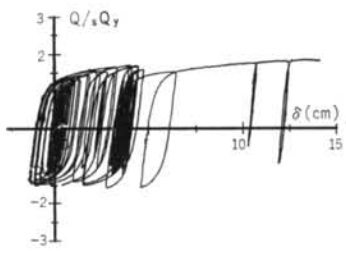


加振ステップ 5 応答レベル V

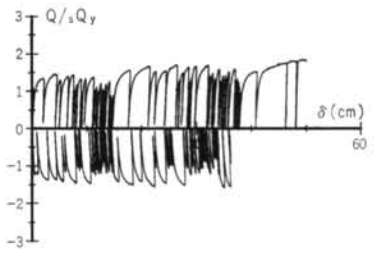


図一六 各試験体の層せん断力一層間変形関係

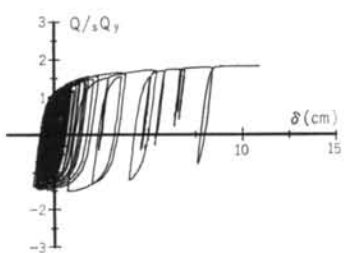
図一七 試験体 P-4-2 の各加振における柔部材および剛部材のせん断力一変形関係



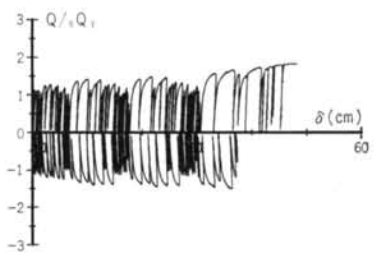
試験体 P-3-1



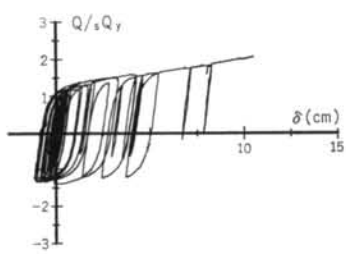
試験体 P-3-1



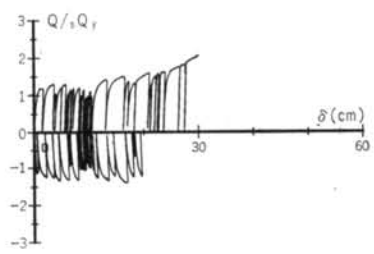
試験体 P-4-2



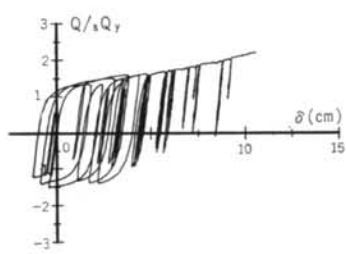
試験体 P-4-2



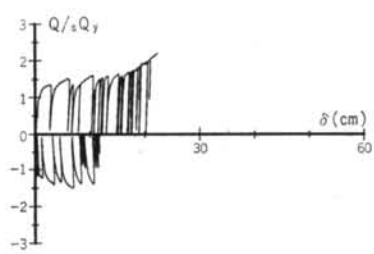
試験体 P-4-3



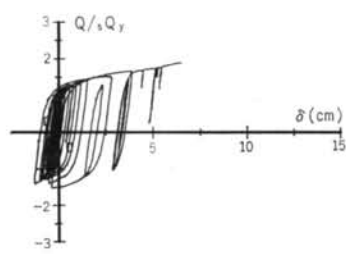
試験体 P-4-3



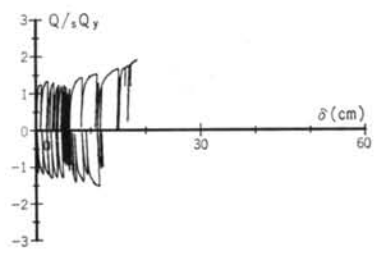
試験体 P-4-4



試験体 P-4-4



試験体 P-6-1



試験体 P-6-1

図一八 各試験体の剛部材のせん断力-変形関係

図一九 剛部材のせん断力-変形関係の正・負の分離

柔部材によるエネルギー吸収は少なく剛部材のエネルギー吸収量に対して数%である。しかし、柔部材の塑性化後は柔部材によるエネルギー吸収が急激に増え、剛部材の吸収量に対して60%近くに達している。すなわち、柔部材の塑性化後は、柔部材が弾性に留まって架構の変形を抑制する機能が失われるが、柔部材自体もまたエネルギー吸収部材となると考えることができる。

4.2 架構のエネルギー吸収能力の評価

各試験体の倒壊までのエネルギー吸収能力を評価するのに際し、エネルギー吸収能力の基準値 W_{P0} を定める。 W_{P0} は以下のように定めた。

本設計法¹⁾³⁾では、エネルギー吸収能力を評価する際には単調載荷時を基準にしている。したがって、実験結果を評価する場合にも、エネルギー吸収能力の評価は単調載荷時を基準にする。まず、各部材の復元力が完全弾塑性型であり、層の劣化剛性が式(1)によるとして層の復元力を求める(図一2参照)。図一2の最大耐力点 P 点までを耐力上昇域、それ以後を劣化域として、OAPBの囲む面積(吸収エネルギー)をエネルギー吸収能力の基準値とする。

OAPBの囲む面積 A を求めると、各試験体とも $A=0.75t \cdot cm$ となる。ここで、地震応答は正・負であることを考慮して、 W_{P0} は試験体 P-4-1 では A とし、他の試験体では A を2倍した値とする。すなわち、

試験体	W_{PU} (t·cm)	W_{PD} (t·cm)	W_{PU}/W_{P0}	W_{PD}/W_{P0}
P-3-1	19.1	10.7	12.7	7.13
P-4-1	0.65	2.03	0.86	2.71
P-4-2	22.3	4.00	14.9	2.67
P-4-3	11.4	4.32	7.60	2.88
P-4-4	6.19	5.41	4.13	3.61
P-6-1	6.90	2.70	4.60	1.80

表一六 倒壊までの吸収エネルギーおよび基準値に対する比

$$W_{P0} = 0.75 \text{ t} \cdot \text{cm} (\text{P-4-1})$$

$$= 1.50 \text{ t} \cdot \text{cm} (\text{P-4-1以外})$$

となる。

表-6に、各試験体の倒壊までのエネルギー吸収量および W_{P0} に対する比を示す。 W_{PV} が耐力上昇域、 W_{PD} が劣化域でのエネルギー量である。エネルギー吸収量は正側および負側の合計で表わしてあるが、劣化域でのエネルギー吸収量については劣化が現われると応答は片側に偏るため、結果的には片側でのエネルギー吸収量となる。

単調载荷の試験体 P-4-1 では W_{PV}/W_{P0} が 0.86 であり、実際のエネルギー吸収量は基準値 W_{P0} に対しやや低いものの、完全弾塑性型置換により実際の単調载荷時のエネルギー吸収能力をほぼ評価できる。低めの値は、実際の部材の荷重-変形関係では最外縁が降伏した段階で剛性が低下し始めるのに対し、完全弾塑性型置換ではその降伏強度を全塑性耐力としているからである。

同様のパターンで加振を行なった P-4-3、P-6-1 では、2体とも W_{PV} と W_{PD} の比が約 2:1 と共通しているが、それぞれの絶対量は $P-4-3 > P-6-1$ であり、 k_{PJ} により耐力上昇域および劣化域でのエネルギー吸収能力が異なるといえる。すなわち、 $P-d$ 効果による劣化が大きいほど、架構のエネルギー吸収能力が低下することになる。

k_{PJ} は等しく、加振パターンが異なる P-4-2~4 を比べると、 W_{PV} では徐々にレベルを上げて倒壊に至らせた P-4-2 が最も大きく、逆に 1 回で倒壊した P-4-4 が最も小さい。エネルギー吸収能力は加振パターンによっても影響を受け、徐々にレベルが大きくなる

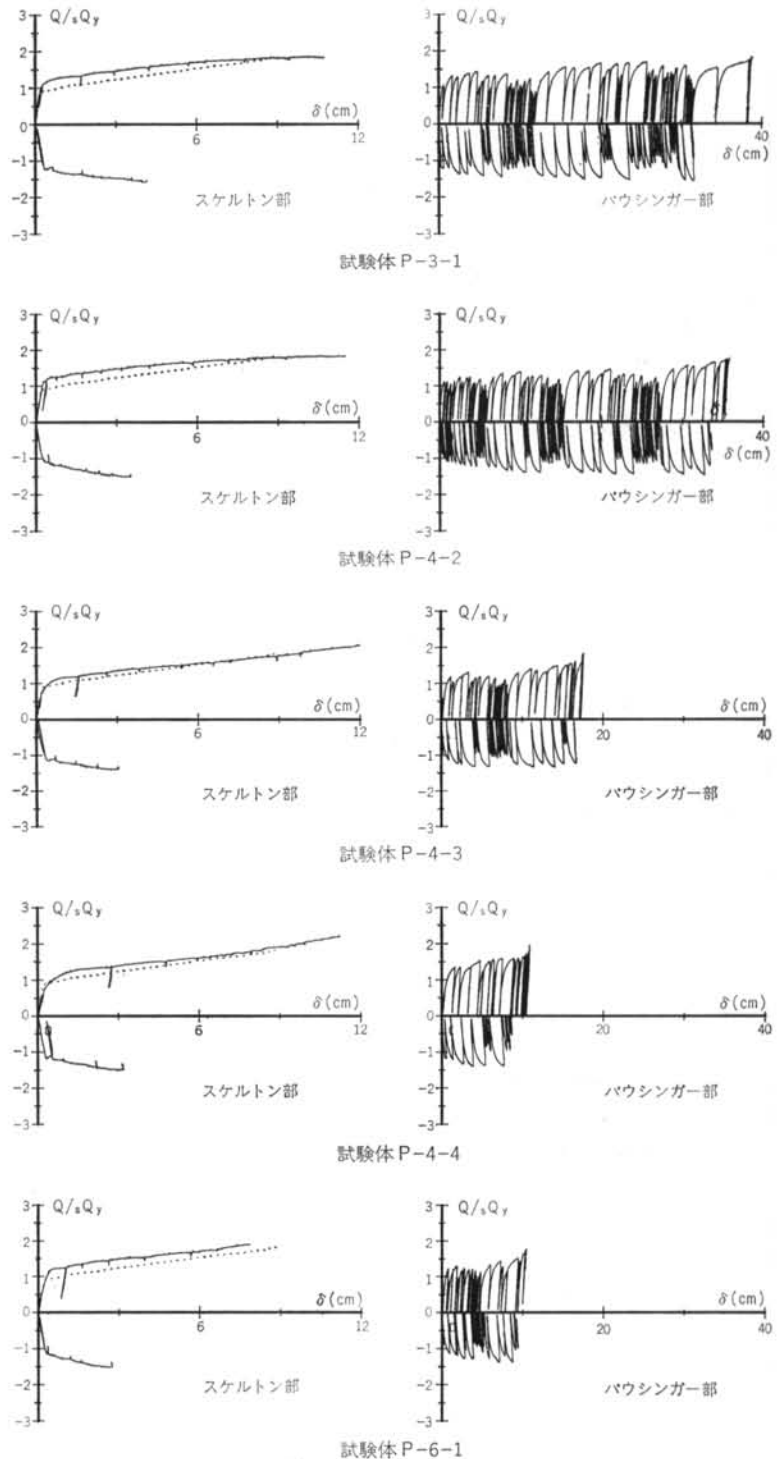


図-10 剛部材のせん断力-変形関係のスケルトン部・バウシンガー部の分離

場合には倒壊までのエネルギー吸収能力が大きくなる。これは、3.3で述べたようにパウシンガー部でのエネルギー吸収量の違いが大きいと考えることができる。

エネルギー吸収能力の基準値に対しては試験体、加振パターンにより差があるが、耐力上昇域 (W_{PU}/W_{P0}) では最低の値の P-4-4 でも 4.13、劣化域 (W_{PD}/W_{P0}) では最も劣化が激しい P-4-1 でも 1.8 である。すなわち、本実験の範囲では地震応答時に架構が劣化するためには少なくとも完全弾塑性型に置換して求めた W_{P0} の 4 倍のエネルギー入力が必要であり、劣化した後も倒壊に至るまでには W_{P0} の 2 倍近いエネルギー吸収能力があると見なすことができる。

4.3 剛部材の累積塑性変形倍率 η

表一七に、各試験体の剛部材の累積塑性変形倍率 η を示す。 η は正側および負側に分離し、さらにスケルトン部およびパウシンガー部に分離する (図一八、九、十参照)。また、表中には正側、負側それぞれのスケルトン部での累積塑性変形倍率 $s_K\eta$ に対するパウシンガー部での累積塑性変形倍率 $BA\eta$ の割合を示す。ただし、静的単調載荷の試験体 P-4-1 については、正側のスケルトン部での累積塑性変形倍率 $s_K\eta^+$ が全ての累積塑性変形倍率を表わす。なお、 η と累積塑性ひずみエネルギー W_P の関係は式(3)による。

$$\eta = W_P / (s\delta_y \cdot sQ_y) \quad \dots\dots(3)$$

正側と負側とを比べると、いずれの試験体も正側が大きい。これは、いずれの試験体も倒壊が正側で起こったためである。倒壊するまでは、図一七に見られるように応答は正・負ほぼ等しく、エネルギー吸収量もほぼ等量と見なせるが、倒壊時には応答が正側に偏るため正側での累積塑性変形量が大きくなる。

また、各試験体のスケルトン部とパウシンガー部での η を比べると、試験体により差があるが、1回の加振により倒壊したスケルトン部に対しパウシンガー部でのエネルギー吸収量が最も小さい試験体 P-4-4 では $BA\eta^+ / s_K\eta^+ = 0.80$ となる。したがって、地震応答時にはパウシンガー部でのエネルギー吸収量がかなり大きくなり、ほぼスケルトン部に匹敵するエネルギー吸収がなされると考えることができる。

各試験体の $s_K\eta^+$ では、試験体 P-6-1 を除きほぼ等しいと見なせる。

ここで、倒壊までの $s_K\eta^+$ を評価するための指標として η_0 を導入する。 η_0 は式(4)で定義する。

$$\eta_0 = \delta_c / s\delta_y \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 $s\delta_y$: 剛部材の降伏変形

試験体	η	正 側				負 側			
		η^+	$s_K\eta^+$	$BA\eta^+$	$\frac{BA\eta^+}{s_K\eta^+}$	η^-	$s_K\eta^-$	$BA\eta^-$	$\frac{BA\eta^-}{s_K\eta^-}$
P-3-1	470	295	78	217	2.78	175	26	149	5.79
P-4-1	57	57	57	—	—	—	—	—	—
P-4-2	432	260	84	176	2.10	172	21	151	7.35
P-4-3	267	175	86	89	1.03	92	17	75	4.49
P-4-4	206	148	82	66	0.80	58	19	39	2.10
P-6-1	162	107	55	52	0.95	55	16	39	2.46

注) 添字 SK, BA はそれぞれスケルトン部, パウシンガー部を表わす。

表一七 剛部材の累積塑性変形倍率

試験体	η_0	$s_K\eta^+/\eta_0$
P-3-1	40	2.0
P-4-1	32	1.8
P-4-2		2.6
P-4-3		2.7
P-4-4		2.6
P-6-1	24	2.3

表一八 η_0 および $s_K\eta^+/\eta_0$

η_0 は、剛部材の復元力特性が完全弾塑性型である場合の倒壊点までの塑性変形倍率を表わす。表一八に、各試験体の η_0 および $s_K\eta^+/\eta_0$ を示す。

載荷重量、加振パターンによらず各試験体とも $s_K\eta^+/\eta_0$ の値はほぼ 2.0~2.7 の範囲にある。このことは、柔剛混合架構の倒壊現象は、剛部材のスケルトン部での片側の累積塑性変形倍率 η が η_0 の 2.0~2.7 倍に達したときに起こると考えられる。静的単調載荷ではこの値はやや下がる傾向にある。

§ 5. まとめ

本研究により、以下のことが明らかとなった。

(1)地震応答時に架構の復元力に劣化が現われると、変形は 1 方向に偏る。

(2)P-d 効果による架構の劣化剛性 k_{PJ} は式(1)で求められる剛性よりもやや緩やかであり、その差は部材のひずみ硬化と見なすことができる。

(3)柔部材が降伏するまでは、架構のエネルギー吸収の大部分が剛部材によるものであるが、柔部材の降伏後は柔部材の塑性化によってもエネルギーを吸収することになり、架構のエネルギー吸収能力を剛部材のみに期待する設計においてはエネルギー吸収能力の余裕と考えることができる。

(4)架構の倒壊までのエネルギー吸収能力は、加振パターンがほぼ同じ場合には $F-I$ 効果による劣化剛性 k_{P_d} が大きくなるにつれ低下し、 k_{P_d} が等しい場合には徐々に加振レベルを上げて倒壊に至らせた場合が一番大きくなる。

(5)地震応答時に架構が劣化するためには、本実験の範囲では最大耐力点までを評価したエネルギー吸収能力の基準値 W_{P_0} の4倍のエネルギー入力が必要であり、劣化した後倒壊に至るまでには W_{P_0} の2倍近いエネルギー吸収能力があると見なすことができる。

(6)加振パターンによる部材のエネルギー吸収量の違いは、主にバウシンガー部でのエネルギー吸収量の違いとなり、バウシンガー部でのエネルギー吸収量はスケルト

ン部の吸収量に対し、試験体によりばらつくが、少なくとも同程度は期待できる。

(7)倒壊までの剛部材の荷重-変形関係に着目した場合、そのスケルトン部の挙動は試験体ごとの差は少ない。言い換えれば、柔剛混合架構の倒壊現象は剛部材の片側のスケルトン部の累積塑性変形倍率 η がある一定値、すなわち η_0 の2.0~2.7倍に達したときに起こると考えられる。

なお、本研究は、住友金属工業株式会社との共同研究によるものである。

謝辞 本研究の実施に当たり、東京大学助教授秋山宏博士に終始懇切なご指導を頂きました。末尾ながら、深甚なる謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 矢部喜堂, 真瀬伸治, 寺田岳彦, 平間敏彦, 宇野寿郎: "第1層 エネルギー 集中型鉄骨耐震構法の提案" 清水建設研究報告 第48号 (1988年10月) pp.57~63
- 2) 宇野寿郎, 矢部喜堂, 伊倉清, 真瀬伸治, 平間敏彦, 寺田岳彦, 加藤征宏, 大竹章夫: "第1層 エネルギー 集中型鉄骨柔剛混合構法に関する研究 (その1) ~ (その8)" 日本建築学会大会学術講演梗概集, C分冊 (1987年10月) pp.981~996
- 3) 宇野寿郎, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 塚越英夫, 平間敏彦, 寺田岳彦, 加藤征宏, 大竹章夫: "第1層 エネルギー 集中型鉄骨柔剛混合構法に関する研究 (その9) ~ (その14)" 同上 (1988年10月) pp.1179~1190
- 4) 加藤勉, 秋山宏, 鈴木弘之, 深沢義和: "鋼構造模型の動的崩壊実験" 日本建築学会論文報告集 第241号 (1976年3月) pp.101~109
- 5) 岡田久志: "鉄骨骨組の地震動による倒壊現象に関する研究" 第7回日本地震工学シンポジウム講演集 (1986年) pp.1501~1506
- 6) 桑村仁, 鈴木孝彦, 大井謙一, 孟令樺: "鋼種の異なる小形柱モデルの仮動的崩壊実験" 構造工学論文集 Vol.35 B (1989年3月) pp.399~409
- 7) 秋山宏: "建築物の耐震極限設計" 東京大学出版会 (1980年)
- 8) 矢部喜堂, 真瀬伸治, 寺田岳彦, 平間敏彦, 宇野寿郎: "第1層エネルギー集中型鉄骨多層骨組の弾塑性振動実験" 清水建設研究報告 第49号 (1989年4月) pp.13~22
- 9) Ben Kato: "Beam-to-Column Connection Research in JAPAN" Journal of Structural Div., ASCE, Vol.108, No. ST2 (1982) pp.343~360

